

3. 鋼橋の耐震設計技術の現状

阪神・淡路大震災後に発表された土木学会の耐震設計に関する第1次提言および第2次提言を受け、各機関で精力的に耐震設計法の高度化に関する検討が進められてきている。ここでは、それらの内、鋼構造物に限定して耐震設計技術の現状を概観する。土木鋼構造物として、橋梁、タンク、水門ゲート、クレーン、パイプライン、送電鉄塔などがあるが、ここでは対象構造物を主として橋梁に限定する。

土木学会の提言の内、鋼構造物の耐震設計に関連する主要な内容は以下のように3つのグループに大別されよう。

グループ1（耐震性能）

- ① 地震動のレベル（レベル1，2）と重要度に応じて構造物に要求される耐震性能を定める。
- ② 重要な構造物および早期復旧が必要な構造物は地震後、比較的早期に修復可能であること
- ③ 上記以外の構造物に対しては構造物全体系が崩壊しないこと。

グループ2（耐震照査）

- ④ 不静定次数が低い構造物は保有耐力の確認を厳格に実施すること。
- ⑤ 不静定次数が高い構造物は損傷過程を考慮した変形性能解析が望ましい。
- ⑥ 鋼構造物に対しても保有耐力や変形性能の照査を行うこと。

グループ3（技術開発）

- ⑦ 変形性能を高めるための断面構成あるいは断面内応力の制限についての研究開発を行うこと。
- ⑧ 免震・制震技術等の新技術の積極的導入を図ること。

本章では、まず鋼構造物の崩壊に至るまでの一般的な挙動について説明し、震災後作成された各種耐震規準・指針の相互比較、および鋼橋の耐震技術の現状を通して第1次提言および第2次提言の実現状況を概観する。

3.1 鋼構造物の崩壊に至るまでの基本挙動

図3.1.1は一定鉛直荷重(P)の下で繰り返し水平荷重(H)を受ける単柱式鋼製橋脚のモデル実験から得られた水平荷重(H)－水平変位(δ)履歴曲線の包絡線の概念図である[鋼構造新技術委員会, 1996；鉄道総合技術研究所, 1999]。土木鋼構造物の特徴である比較的薄肉な断面をもつ橋脚では、最高荷重 H_{max} 近傍で局部座屈が発生し、それが進展していく過程で、塑性化の拡がりおよび部材の P- Δ 効果との相乗効果により次第に耐荷力を失っていく。このような挙動は、単柱式鋼製橋脚に限らずラーメン橋脚などについても見られる現象である。柱基部の母材あるいは溶接部（角溶接あるいはベースプレートと脚の溶接部）の低サイクル疲労によるクラックは、通常水平荷重がかなり低下した時点（降伏荷重近傍）で発生する。コンクリートを橋脚基部に適切な高さだけ部分的に充填すると、その部分の局部座屈の発生が遅らされるため最高荷重に至るまでの変形能は格段に上昇する。しかし、柱基部での母材あるいは溶接部でのクラックの発生はコンクリートを充填しない場合より早

まり、場合によっては最高荷重付近で生ずる場合もある。しかし、その場合でも耐荷力の低下は、通常比較的穏やかである。結局、鋼構造物の耐震性能に深く関わる特性は、塑性域での連成座屈現象（局部座屈と全体座屈）と材料の低サイクル疲労現象であり、後者には、溶接部の施工の良否も関わってくる。

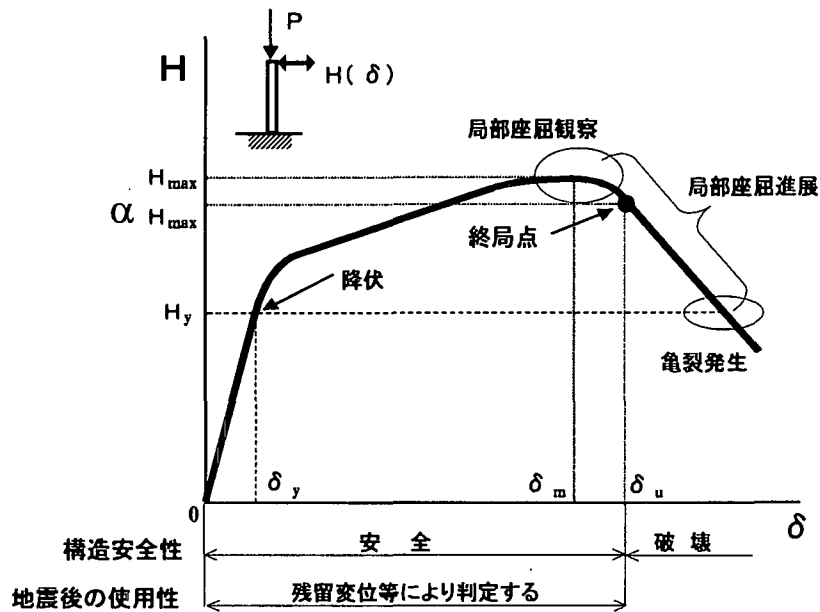


図 3.1.1 繰り返し荷重を受ける単柱式鋼製橋脚の水平荷重—水平変位履歴曲線の包絡線と損傷度関係のイメージ図

3.2 各種基準・指針における耐震設計法の比較

レベル1地震動（中小地震）では構造物はほぼ無損傷に収まるように設計される。わが国ではこの設計法は震度法と呼ばれ、許容応力度設計が行われる。より大きな地震動であるレベル2地震動に対しては、種々な限界状態に対して耐震性照査が行われる。

まず、各規準における終局状態の比較を行う。すなわち、図 3.1.1 において、終局点をどの点に設定するかで、図中の最高荷重からの荷重の低下割合（ α 値）で比較を行うと表 3.2.1 のようになる。鋼製橋脚においては、新技術報告書[鋼構造新技術委員会, 1996]および鉄道構造物等設計標準[鉄道総合技術研究所, 1999]が 0.95、道路橋示方書[日本道路協会, 1996]でほぼ 1.0 を規定している。Caltrans の性能照査型耐震設計規準[Caltrans, 1997]では、構造物の種類にかかわらず 0.8 というかなり低い値を採用しているのが注目される。ただし、カリフォルニア州の多くの橋梁の耐震設計に用いられる規準[Caltrans, 1999]では、終局状態は、構造物に形成される最初の塑性ヒンジがその性能限界に達したときとしている。なお、我が国の RC 構造物では、最大荷重後、荷重が降伏荷重まで低下した点を終局状態に採用している。

終局点は構造物の終局限界に対応する点であり、これ以上変形が進むことは許されない

表 3.2.1 各種規準・指針における終局点および照査法の相互比較

規準・指針	対象構造物	終局点荷重 $\alpha = H_{ultimate} / H_{max}$	照査法(表 3.2.2)	
			構造安全性	地震後の使用性
新技術報告書 1996	鋼製橋脚	0.95	①-a	③-a
道路橋示方書 1996	鋼製橋脚	タイプⅠ : 1.0 タイプⅡ : ほぼ 1.0	①-a ②-a(動的)	③-a
鉄道構造物等設計標準 1999	鋼製橋脚 RC 橋脚 SRC 橋脚	0.95 H_y に対応する点 0.9	②-a, b	③-b
コンクリート標準示方書 1996	RC 構造物	H_y に対応する点	②-a	③-a
Caltrans 1997	鋼, RC 構造物	0.8	②-a	

注)1. $H_{ultimate}$ = 図 3.1.1 の終局点に対応する荷重

2. 「照査法」中の記号は表 3.2.2 参照

表 3.2.2 照査法の分類

照査性能	構造安全性 (終局限界に対する照査)		地震後の使用性 (損傷限界に対する照査)
	①保有耐力法	②変形照査法	③変形照査法
照査指標	a. 力	a. 変位 b. 曲率 c. ひずみ	a. 残留変位 b. 変位 c. 曲率 d. ひずみ

表 3.2.3 鉄道構造物等設計標準[1999]の耐震性能区分

耐震性能 1	地震後にも機能は健全で、補修をしないで使用可
耐震性能 2	地震後に機能が短期間で回復でき、適度な補修を必要とするが、補強は必要としない
耐震性能 3	地震によって構造物全体系が崩壊しない。

点である。これに対する照査は**構造安全性**に対する照査である。一方、最近の規準ではこの中間に**地震後の使用性**に対する照査が設けられている。これは地震後の復旧および機能の回復に要する期間などによって定められる損傷限界に対する照査に対応する。それぞれの限界状態に対する照査法として表 3.2.2 の方法が考えられる。表中の a, b, c, d などに現れる量は、照査をするときに用いられる力学的な量で、**照査指標**と呼ばれる。

各規準・設計指針における耐震照査法の相互比較は表 3.2.1 に示すとおりである。詳細は第 4 章で述べられているが、最近の規準では、構造安全性に対する照査は従来の**保有耐力法**(Force-based design approach)に代わって、最大応答変形で照査する**変形照査法**(Deformation-based design approach)に移行しつつある。変形照査法において用いられ

る照査指標として、最大応答変位、最大応答曲率、最大応答ひずみなどがある。

地震後の使用性に対する照査は、新技術報告書および道路橋示方書（平成8年）では残留変位によって照査している。一方、鉄道構造物等設計標準では、構造安全性および使用性とも、残留変位を用いず、最大応答変位 δ_{\max} のみによって次のような形で行なわれている。

$$\begin{aligned} \text{耐震性能 1:} & \quad \delta_{\max} \leq \delta_y \\ \text{耐震性能 2:} & \quad \delta_y \leq \delta_{\max} \leq \delta_m \\ \text{耐震性能 3:} & \quad \delta_m \leq \delta_{\max} \leq \delta_u \end{aligned}$$

ここで、 $\delta_y, \delta_m, \delta_u$ は、それぞれ降伏変位、最大荷重に対応する変位、終局変位である（図 3.1.1 参照）。また、耐震性能 1～3 は表 3.2.3 のように定義されている。後述のように、最大応答変位と残留変位の間には相関関係が存在するので、このような照査方法は基本的には残留変位で照査する考えと同じである。しかし、残留変位の推定が難しいことなどを考えると、この方法は簡便性の点で優れた考えである。第 4 章で述べるように、Caltrans では、応答変形量（変位、曲率、ひずみ）で安全性および使用性を照査する方法が検討されている [Duan et al., 2000]。この方法は、橋脚のみならず上部構造（例えば、斜張橋、吊橋の主塔）などにも適用でき、汎用性がある方法である。

基礎、アンカー部、支承、落橋防止システム、上部構造などに要求される耐震性能に対する調査例は、第 1 分科会の報告書 [土木学会, 2000a] にある。現行道路橋示方書（平成 8 年）では、免震支承を除き、これらの部材・部品に、基本的には損傷を起こさせない、すなわちほぼ弾性域にとどまる設計法を採用している。基礎およびアンカー部の損傷は発見が難しい、補修に時間と経費を要するなどの観点から決められたものであろう。[Caltrans, 1999] では、上部構造の損傷は、補修の難しさおよび車を遮断して補修を行う必要があることから避けるべきであるとしている。アーチ橋、斜張橋、吊橋などの鋼構造物の主要部材（アーチリブ、主塔など）に許される損傷度については今後議論してゆく必要がある。

鋼材の低サイクル疲労に関する照査法はまだ十分研究されていない。この照査のためには、局所的なひずみの時刻歴を算定する必要があるが、設計時にこれを実施することは容易ではない。そのために、低サイクル疲労発生の可能性のある部位について、予想される塑性ひずみ振幅および繰返し数を過去の地震動からあらかじめ算定しておき、それに対して低サイクル疲労が起こらないような鋼材を使用するという考え方が [土木学会, 2000b] に紹介されている。

以上見てきたように、土木学会の耐震設計に関する提言中のグループ 1（耐震性能）およびグループ 2（耐震照査）の考え方の多くは、その後に策定された規準・指針に反映されているようである。

3.3 鋼製橋脚の耐震性能レベル

3.3.1 鋼製橋脚の変形能に関する研究の現状

鋼製橋脚は大きく分けて、(a)コンクリート部分充填橋脚と(b)コンクリート無充填橋脚に分けられる。道路橋示方書(平成8年)では前者に対しては保有耐力法、後者に対しては動的解析法による変形照査が義務付けられている。

コンクリート部分充填鋼製橋脚

上部構造重量を一定に保ち、慣性力に相当する水平荷重を単調に増大させた骨組構造物に対する弾塑性有限変位解析(Pushover解析)により強度と変形能が算定されている(第4章・Appendix 4.2参照)。解析方法の詳細は[鋼構造新技術委員会, 1996]に記述されている。橋脚の破壊は、クリティカルな部分に設定した構造物内の部材セグメントの内、一部材セグメントが局部座屈によって変形能を失った状態と考えている。単柱式橋脚の場合には、コンクリート充填部と無充填部それぞれのクリティカルな部材セグメントが同時に破壊条件を満たすときが最適なコンクリート充填高さとなり、変形能はほぼ最大となる。コンクリートを最適な高さだけ充填することにより、鋼製橋脚の変形性能は格段に上昇し、7.0以上の塑性率は容易に達成できる。ただし、強度も上昇するため、補強を対象とする場合は低強度のコンクリートを充填することによって極端な強度上昇を避けることが必要である。コンクリート充填鋼製橋脚のPushover解析ソフトは市販されており、単柱式橋脚(上部構造重量が橋脚の中心あるいは偏心して作用する場合)および1層ラーメン橋脚に適用可能である。2層以上の橋脚に対してもPushover解析は可能であるが、その結果をどのような形で耐震照査に利用するかについては検討が必要であるが、その試案は本報告書第4章・Appendix 4.3に触れられている。

コンクリート無充填鋼製橋脚

コンクリート無充填鋼製橋脚の強度と変形能はもっぱら繰返し載荷実験によって求められてきた。しかし、最近では、精度の良い鋼材の繰返し弾塑性構成則が開発されたことと、強力な汎用構造解析用ソフトが安価に利用できるようになったため、薄肉から厚肉に至るまでの橋脚の強度と変形能が繰返し荷重下でも解析可能な状態になってきている。現在では、実験および解析結果を基に補剛・無補剛箱形断面およびパイプ断面の単柱式橋脚の変形能と強度を求めるための経験式が既に提案されている(第4章参照)。それらは、フランジの幅厚比パラメータ R_f (パイプ断面の場合は径厚比パラメータ R_t)、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ 、軸力比 P/P_y などの関数として表されている(記号の定義は表3.3.1参照)。ただし、補剛箱形断面の場合には、変形能を増すため縦補剛材剛度 γ は最適剛比 γ^* 以上としている。橋脚の変形能はパラメータ R_f (または R_t)、 $\bar{\lambda}$ 、 P/P_y の大きさに反比例するため、それらの値を適度に小さくすることにより、変形能が大きな橋脚(ハイダクティリティー橋脚[宇佐美, 1997])の設計も可能である。例えば、 $R_f=0.35$ 、 $\bar{\lambda}=0.3$ 、 $P/P_y=0.2$ 程度の橋脚であれば、塑性率($=\delta_u/\delta_y=\delta_{95}/\delta_y$)が6.0程度は確保できる。

表 3.3.1 鋼製橋脚の耐震性能を支配する主要パラメータ [鋼構造新技術委員会, 1996]

	パラメータ名称	記号	定義式
共通	軸力比	P/P_y	—
	細長比パラメータ	$\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda} = \frac{Kh}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$ (3.3.1)
	コンクリート充填率	h_c/h	—
箱形断面 (柱基部の フランジ補 剛板に関する 量)	幅厚比パラメータ ($\gamma/\gamma^* \geq 1.0$ のとき)	R_f R_R	$R_R = R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4n^2\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$ (3.3.2)
	幅厚比パラメータ ($\gamma/\gamma^* \leq 1.0$ のとき)	R_F	$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$ (3.3.3)
	縦補剛材剛比/最適剛比	γ/γ^*	—
	補剛材細長比パラメータ	$\bar{\lambda}_s$	$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$ (3.3.4)
			$Q = \frac{1}{2R_f} [\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_f}] \leq 1.0$ (3.3.5)
		$\beta = 1.33R_f + 0.868$ (3.3.6)	
	補正補剛材細長比パラメータ	$\bar{\lambda}'_s$	$\bar{\lambda}'_s = \frac{\bar{\lambda}_s}{\sqrt[3]{\alpha}}$ (3.3.7)
パイプ断面 (無補剛)	径厚比パラメータ	R_t	$R_t = \sqrt{3(1-\nu^2)} \frac{\sigma_y D}{E 2t}$ (3.3.8)

記号： P =軸力， P_y =全断面降伏軸力， K =有効座屈長（片持柱の時 $K=2.0$ ）， h =柱高さ， h_c =コンクリート充填高さ， r =断面 2 次半径， b =フランジ板幅， t =板厚， n =サブパネル数（無補剛板の場合 $n=1$ ）， σ_y =降伏応力， E =弾性係数， ν =ポアソン比， k =圧縮補剛板の座屈係数（付録 2 参照） a =フランジ補剛板のダイヤフラム間隔， r_s =補剛材と幅 b/n の板パネルよりなる T 形断面の断面 2 次半径， $\alpha=a/b$ =フランジ補剛板のアスペクト比， D =パイプの直径

上述のように，コンクリート充填の有無に関わらず変形性能の大きな鋼製橋脚は設計可能な状態になっており，土木学会の耐震設計に関する提言・グループ 3（技術開発）の⑦の内容はかなり研究が進んできている。

3.3.2 震度法で設計された鋼製橋脚の耐震性能レベル

(1) 基部固定鋼製橋脚

道路橋示方書の震度法によって 1 次設計された鋼製橋脚が保有している耐震性能はどの程度のレベルにあるかを，基部固定の鋼製橋脚の動的解析によって調べた結果について述べる[子林ら, 1999].

- ・対象橋脚：補剛箱形断面単柱式橋脚で，①コンクリート無充填，②コンクリート部分充填，③免震支承を持つコンクリート無充填，④免震支承を持つコンクリート部分充填の 4 種類。コンクリートは最適高さ [葛西ら, 1997] だけ充填されている。

- ・地震動：道路橋示方書に規定されているレベル2・タイプII地震動の加速度応答スペクトルに適合する地震波（各地盤種について3波で、応答の平均値で評価）
- ・橋脚の復元力特性：2パラメータモデル（コンクリート無充填橋脚〔鈴木ら, 1996〕およびコンクリート部分充填橋脚〔子林ら, 1997〕）
- ・免震支承：鉛プラグ入り積層ゴム支承（降伏強度は橋脚のエネルギー吸収量をもっとも小さくなるように定める）

表 3.3.2 は解析結果を示したものである。照査は構造安全性に対しては変位による照査（式 4.5.4）、地震後の使用性に対しては残留変位による照査（式 4.5.7）の両方に対して行っている。ただし、終局変位 δ_u は、コンクリート無充填柱のときは式（4.5.13）の δ_{95} 、コンクリート充填柱の時は Pushover 解析（第 4 章の Appendix 4.2 参照）によって求められた終局変位である。表中の損傷度は残留変位の値によって表 3.3.3 に示すように区分されている〔鋼構造新技術委員会, 1996〕。この表より、コンクリート（強度：19.6 MPa）を最適高さだけ部分充填すれば、構造安全性はすべてについて満足され、かつ損傷度もほぼ小損傷程度（一部中損傷）に収まることが分かる。コンクリート無充填の場合には、前述のように変形能の大きい鋼製橋脚の設計も可能であるが、残留変位が大きくなる傾向に

表 3.3.2 動的解析から得られた単柱式鋼製橋脚の耐震性能レベルの例〔子林ら, 1999〕

地盤種	橋脚の種類（○：該当）		構造安全性	地震後の使用性
	充填コンクリート	免震支承		
I			$T \leq 0.6$ 秒で破壊	中損傷以下
		○	安全	小損傷以下
	○		安全	中損傷以下
	○	○	安全	小損傷以下
II			$T = 0.7 \sim 1.1$ 秒で破壊	大損傷以下。ただし $T = 0.9 \sim 1.7$ 秒で崩壊、
		○	安全	小損傷以下
	○		安全	小損傷以下
	○	○	安全	小損傷
III			安全	$T \geq 0.7$ 秒で大損傷、その他は中損傷以下
		○	安全	小損傷以下
	○		安全	小損傷以下、ただし、 $T = 0.6 \sim 0.9$ 秒で中損傷
	○	○	安全	小損傷

- 1) 橋脚：補剛正方形箱形断面単柱式、幅厚比パラメータ $R_f = 0.35$ 、固有周期 $T = 0.3 \sim 2.0$ 秒
- 2) 地震動：レベル2・タイプ2・I～III種地盤用地震波（応答は3波の平均値）
- 3) 免震橋脚の固有周期は2秒とする。
- 4) 損傷度は表 3.3.3 参照

表 3.3.3 鋼橋に対する損傷度の定義と残留変位制限値〔鋼構造新技術委員会, 1996〕

損傷度	D:無損傷	C:小損傷	B:中損傷	A:大損傷	As:崩壊
橋脚の残留変位制限値	$h/1000$	$h/300$	$h/150$	$h/100$	$h/100$ を超える

h = 橋脚高さ

あり、地震後の使用性の点からは不利である。従って、鋼製橋脚は特別な理由がある場合（例えば、軟弱地盤に建設され、橋脚の重量が設計の主要なファクターになる場合）を除き、低強度コンクリートを柱の高さの 20%から 30%程度柱基部に充填しておくのが良い。

なお、第 6 章に 1 次設計時に用いられる照査式により安全性を持たせて設計（安全率を現行の値 $1.71/1.5=1.14$ より上げて設計）した鋼製橋脚の大地震時の安全性についての考がなされている。

(2) 地盤の影響を考慮した鋼製橋脚

上記の結果は、橋脚基部を固定し、地盤の影響を排除した解析結果である。ここでは、地盤との連成を考慮した解析結果について触れておく [葛西ら, 2000]。図 3.3.1 は、解析に用いられた 3 種類のモデルを示したものである。「地盤固定モデル」は、前述の解析に用いられたモデル(1 自由度系)である。

- **地盤ばねモデル**：道路橋示方書に従い、フーチング(剛体と仮定)部分に並進ばねと回転ばねを設置したモデル(3 自由度系)。
- **地盤メッシュモデル**：地盤を弾性あるいは等価線形の平面ひずみ要素としたモデル。
- **地盤データ**：Ⅱ種地盤とし、文献 [日本道路協会, 1997] に記載のデータ。
- **ばね定数**：地盤データを基に道路橋示方書（平成 2 年）に従って算定。
- **地震動**：「地盤バネモデル」では、「地盤固定モデル」の解析と同じ地震動。「地盤メッシュモデル」では、杉戸の方法 [杉戸, 1994] によって、基盤上に変換した地震動。
- **橋脚の復元力特性**：2 パラメータモデルで、非免震・コンクリート無充填橋脚のみ。

解析結果は、図 3.3.2 に(a)応答塑性率、(b)残留変位として示されている。ここで、横軸は、それぞれのモデルに対して算定された基本固有周期である。固有周期は、地盤の影響を考慮すれば、考慮しない場合より大きくなる。これらの図より次のことが分かる。

- ① 固有周期が同じであれば、「地盤固定モデル」、「地盤弾性モデル」および「弾性地盤メッシュモデル」はほぼ同じような応答値を与える。
- ② 等価線形地盤モデルは、固有周期が小さい領域で他のモデルより応答値は小さくなるが、固有周期が大きい領域で、応答値が他のモデルより格段に大きくなる場合がある。
- ③ これは、橋脚の固有周期と地盤の固有周期が一致し、共振したためである。

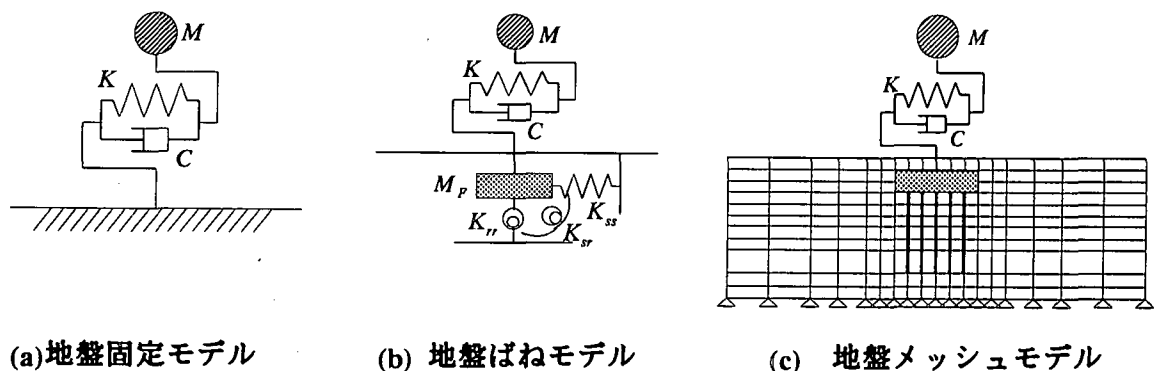


図 3.3.1 地盤を考慮した解析モデル

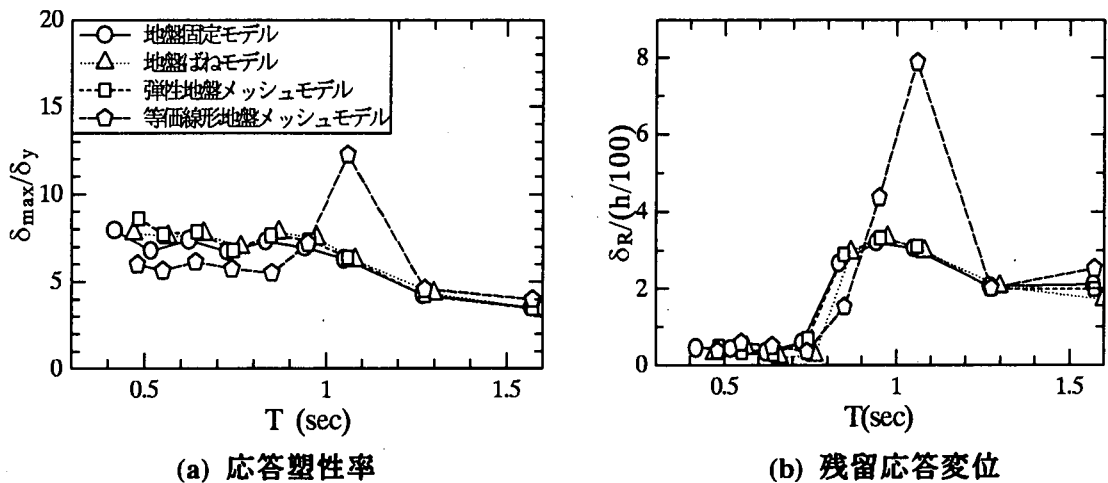


図 3.3.2 地盤を考慮した橋脚の解析結果

以上のことから、地盤と橋脚が共振しない限り、地盤モデルに応じて固有周期を評価し直せば、地盤固定モデルの計算結果がそのまま利用できそうである。地盤の非線形領域での固有周期の厳密な算定は難しいが、等価線形法を仮定して地表面の地震動を基盤面の地震動に戻す計算（杉戸の方法、SHAKE など）で得られる各地層の等価線形せん断波速度を、道路橋示方書・耐震設計編(平成8年)の式(3.6.1)に代入して得られる地盤の特性値が、地盤の基本固有周期の近似値として使えるようである。ただし、これについては、さらに深い研究が必要である。

3.4 まとめ

本章では、阪神・淡路大震災後に発表された土木学会の耐震設計に関する第1次および第2次提言を踏まえ、鋼構造物の耐震設計規準・指針の相互比較および鋼製橋脚の耐震設計技術の現状について述べた。本章の内容をまとめると以下のようなになる。

(1)土木学会の提言で鋼構造物の耐震設計に関連する項目は3グループに分けられる。

グループ1（耐震性能）：要求耐震性能として、構造安全性（崩壊阻止）のみならず重要な構造物に対しては地震後の使用性（早期修復可能）を考慮する。

グループ2（耐震照査）：鋼構造物に対しても保有耐力や変形性能の照査を行う。

グループ3（技術開発）：高い変形性能を持つ鋼構造物の研究開発および免震・制震などの新技术を積極的に導入する。

(2)グループ1, 2 の提言内容は、震災後策定された規準・指針に採用されている。構造安全性は保有耐力法、あるいは変形照査法（最大応答変位, 最大応答曲率, 最大応答ひずみなど）によって照査される。一方、地震後の使用性に対する照査は、残留変位によって行われているが、最大応答変形量を用いて構造安全性と同じように照査する方法も採用されている。

(3)グループ3については、単柱式鋼製橋脚であれば、耐震性能を支配するパラメータは

明らかにされ、それらを制御することにより変形性能の高い鋼製橋脚（ハイダクティリティー鋼製橋脚）を設計することが可能である。

- (4) しかしながら、コンクリート無充填橋脚は残留変位が大きくなる傾向（特に、Ⅱ種地盤）があるので、地震後の使用性の観点からは不利である。
- (5) 一方、コンクリート部分充填橋脚はそのようなことがないので、一般には、低強度コンクリートを柱の高さの20%から30%程度充填しておくのが良い。
- (6) 地盤と橋脚が共振しない限り、地盤の影響を考慮して橋脚の固有周期を補正すれば、基部固定の橋脚の応答値に関する解析結果がそのまま使用できる。

参考文献

- [杉戸ら, 1994] 杉戸真太, 合田尚義, 増田民夫: 周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析に関する一考察, 土木学会論文集, No.493/Ⅲ-27, pp.49-58.
- [鋼構造新技術委員会, 1996] 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG: 鋼橋の耐震設計指針と耐震設計のための新技術, 1996.7.
- [日本道路協会, 1996] 日本道路協会: 道路橋示方書・Ⅴ耐震設計編, 1996.12.
- [土木学会, 1996] 土木学会: コンクリート標準示方書・耐震設計編, 1996.7.
- [鈴木ら, 1996] 鈴木森晶, 宇佐美勉, 寺田昌弘, 伊藤努, 才塚邦宏: 鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.191-204, 1996.10.
- [葛西ら, 1997] 葛西昭, 宇佐美勉, 葛 漢彬: コンクリート部分充填鋼製橋脚の耐震性能, 橋梁と基礎, Vol.31, No.9, pp.23-29, 1997.9.
- [宇佐美, 1997] 宇佐美勉: ハイダクティリティー鋼製橋脚, 橋梁と基礎, Vol.31, No.6, pp.30-36, 1997.6.
- [子林ら, 1999] 子林稔, 宇佐美勉, 葛西 昭: 動的解析による免震および非免震鋼製橋脚の耐震性能評価, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.177-192, 1999.4.
- [Caltrans, 1997] San Francisco-Oakland Bay Bridge West Spans Seismic Retrofit Design Criteria, California Department of Transportation, Sacramento, CA., 1997
- [日本道路協会, 1997] 日本道路協会: 道路橋耐震設計に関する資料, 1997.3
- [鉄道総合技術研究所, 1999] 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計標準）, 1999.8.
- [Caltrans, 1999] Memo to Designers 20-1, Seismic Design Methodology, California Department of Transportation, Sacramento, CA., 1999.1.
- [Duan et al., 2000] Duan, L and Li, F.: Seismic Design Philosophies and Performance-Based Design Criteria, in Bridge Engineering Handbook, edited by Chen, W.F. and Duan, L., CRC Press, 2000.
- [土木学会, 2000a] 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会: 鋼構造物の性能照査型耐震設計法, 2000.
- [土木学会, 2000b] 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会: 耐震性能鋼材, 2000.
- [葛西ら, 2000] 葛西昭, 河村康文, 宇佐美勉: 地盤との連成を考慮した鋼製橋脚の激震時挙動, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.745-756, 2000.4.